

第一章 概论

1.1 引言

地震，历来是严重危害人类的一大自然灾害。尤其是最近的20余年，全球发生了许多次大地震，其中多次破坏性地震都集中在城市，造成了非常惨重的生命财产损失。如1971年美国 San Fernando 地震 (M6.6)，1976年中国唐山大地震 (M7.8)，1989年美国 Loma Prieta 地震 (M7.0)，1994年美国 Northridge 地震 (M6.7) 以及1995年日本阪神大地震 (M7.2) 导致的城市经济总损失（以当时的币值为准）分别为：10亿美元，100亿人民币，70亿美元，200亿美元，1000亿美元。这几次地震灾害的共同特点是：由于桥梁工程遭到严重破坏，切断了震区交通生命线，造成救灾工作的巨大困难，使次生灾害加重，导致了巨大的经济损失。随着现代化城市人口的大量聚集和经济的高速发展，对交通线的依赖性越来越强，而一旦地震使交通线遭到破坏，可能导致的生命财产以及间接经济损失也将会越来越巨大。几次大地震一再显示了桥梁工程破坏的严重后果，也一再显示了桥梁工程抗震研究的重要性。在最近几次大地震中，一些所谓经过抗震设计的桥梁，在中等强度的地震作用下即遭到严重破坏，反映出以往的桥梁抗震设计规范存在着很大缺陷。因此，全世界的地震工作者纷纷对现行的抗震设计规范进行反省和修订，对结构的抗震设防标准与抗震设计原则也提出了一系列新观点。

我国是一个多地震的国家 自唐山地震以来 抗震防灾工作正日益受到重视。随着我国经济实力的增强和交通发展的需要,继上海南浦大桥、杨浦大桥、徐浦大桥、广东虎门大桥、江阴长江大桥、南京二桥、青州闽江大桥等大跨越江工程之后,又开始兴建润扬长江大桥,规划苏通长江大桥以及其他跨海工程,如长江口、渤海湾口工程。在这些特大型工程纷纷上马的同时,地震灾害近几年也在我国东北、西南和西北部频频发生。据专家们预测,我国正面临一个新的地震活跃期。尽管到目前为止,大跨度桥梁因地震毁坏并不多见,但是鉴于它们在经济、交通等各方面占据的特殊重要的地位 以及 20 世纪出现的几次惨重的地震灾害的教训,对这些重大工程,必须进行合理的抗震设防。我国已颁布了《中华人民共和国防震减灾法》自 1998 年 3 月 1 日起施行。《防震减灾法》第十七条规定“新建、扩建、改建建设工程,必须达到抗震设防要求。重大建设工程和可能发生严重次生灾害的建设工程,必须进行地震安全性评价;并根据地震安全性评价的结果,确定抗震设防要求进行抗震设防。本法所称重大建设工程,是指对社会有重大价值或者有重大影响的工程”。第十九条规定,“建设工程必须按照抗震设防要求和抗震设计规范进行抗震设计,并按照抗震设计进行施工”。显然 要保证《防震减灾法》的有效实施 前提是要有完备的抗震设计规范。

目前,我国的桥梁抗震设计规范还很不完备。城市桥梁抗震设计没有专用规范,只能参考公路工程抗震设计规范进行。而我国现行的铁路、公路工程抗震设计规范基本上还是采用“强度设防”的概念 在延性抗震和减、隔震方面极为不足。几年前 范立础教授就已充分认识到修订桥梁抗震设计规范的迫切性,并注意到目前城市桥梁的地震反应有独特之处,提出了制定“城市桥梁抗震设计规范”的建议。1998 年 范立础教授正式开始主持“城市桥梁抗震

设计规范”的制订工作。“城市桥梁抗震设计规范”的组成部分之一也是难点之一，是“大跨度桥梁的抗震设计”。本书就是为了配合这一规范的制定而著的。

本章将在分析大跨度桥梁抗震设计现状的基础上，简述大跨度桥梁抗震设计的相关问题，力求使读者对大跨度桥梁的抗震设计有一个初略的了解。要进行正确有效的抗震设计，必须从分析桥梁的震害入手，提出一个大跨度桥梁抗震设计的实用方法，并逐一解决地震输入、地震反应分析、延性设计及验算以及减、隔震设计等问题。

1.2 大跨度桥梁抗震设计现状

目前，国内外现有的绝大多数桥梁工程抗震设计规范只适用于中等跨径的普通桥梁，超过适用范围的大跨度桥梁的抗震设计，则无规范可循。我国公路工程抗震设计规范只适用于主跨不超过 150m 的梁桥和拱桥；我国铁路工程抗震设计规范虽没有说明跨径范围，但说明“对特殊抗震要求的建筑物和新型结构应进行专门研究设计”。1996 年美国颁布的 AASHTO 规范第 16 版的抗震设计篇中也规定，该规范只适用于普通钢、混凝土梁与箱梁桥，主跨不超过 150m 不适用于斜拉桥、悬索桥、拱桥以及活动式桥。1993 年的欧洲规范 (EUROCODE 8) 原稿中没有规定主跨范围，可适用于梁桥和斜拉桥，但拱桥和悬索桥除外。日本道路桥梁规范 (抗震设计篇) 适用于跨径小于 200m 的桥梁，对超过 200m 跨径的桥梁可以参考使用本篇有关规定”。

对于大跨度桥梁的抗震设计，国内外已经进行了很多研究。日本在建设本州四国连络线时，花了近 20 年时间进行了悬索桥的抗震设计研究，汇编成《本州四国连络桥设计标准·及解说》美国

土木工程学会斜拉桥委员会在 90 年代编制了斜拉桥设计指南 其中有斜拉桥抗震设计的若干规定，但这些规定都较粗浅，工程师们很难参照执行。在国内，虽然长期以来没有一个适用于大跨度桥梁的抗震设计规范或指南，但同济大学范立础教授领导的抗震学科组 10 余年来一直致力于大跨度桥梁的抗震设计研究，承担了我国近 30 座大桥的抗震研究工作，取得了很多科研成果。总而言之，大跨度桥梁的抗震设计目前还没有一个统一标准。

与中等跨径普通桥梁相比，大跨度桥梁的地震反应比较复杂，相应地，抗震设计也比较复杂。如高阶振型的影响比较明显，以及需要考虑多点激振和行波效应、各种复杂的非线性因素、桩—土—结构相互作用等。而另一方面，又没有可遵循的抗震设计规范。因此，大跨度桥梁的抗震设计目前还比较困难。由于国内大部分设计单位对桥梁抗震缺乏研究，只能请专业研究人员代劳，因此，从某种意义上来说，大跨度桥梁的抗震设计目前还是专业科研人员的“专利”这是很不正常的。由于工程项目建设期短 而专业科研人员又不能参与设计，尤其是对桥梁抗震性能起决定作用的方案设计，只能被动地进行桥梁结构在地震作用下的强度变形验算，因而不能将先进的抗震设计思想充分应用于抗震设计，影响抗震设计的效果。只有工程师们亲自参与抗震设计，才能将抗震设计融入桥梁设计的各个阶段，达到预期的抗震设计效果。这才是真正的抗震设计。

1.3 桥梁震害分析

调查与分析桥梁的震害及其产生的原因是建立正确的抗震设计方法，采取有效抗震措施的科学依据。国内外地震工作者历来都很重视震害的调查研究。近 20 余年发生的几次大地震使桥梁

结构遭到严重破坏，但也使我们获得了非常宝贵的经验与教训。

国内外学者对桥梁震害的调查研究结果表明，桥梁的震害主要表现为：

● 上部结构的破坏：桥梁上部结构本身遭受震害而被毁坏的情形比较少见，往往是由于桥梁结构其他部位的毁坏而导致上部结构的破坏；

● 支承连接部位的震害：桥梁支承连接部位的震害极为常见。由于支承连接部位的破坏会引起力的传递方式的变化，从而对结构其他部位的抗震产生影响，进一步加重震害。在我国海城、唐山地震中，就有不少支座破坏以及连接措施不当引起落梁的例子。

● 下部结构和基础的震害：下部结构和基础的严重破坏是引起桥梁倒塌，并在震后难以修复使用的主要原因。除了地基毁坏的情况，桥梁墩台和基础的震害是由于受到较大的水平地震力，瞬时反复振动在相对薄弱的截面产生破坏而引起的。从大量震害实例来看，比较高柔的桥墩多为弯曲型破坏，矮粗的桥墩多为剪切型，介于两者之间的则为混合型。在 1995 年的阪神地震中 阪神高速线在神户市内的高架桥共有 18 个独柱墩剪断，长 500m 左右的梁侧向倾倒。

特别值得注意的是 在最近的几次大地震中 历来声誉较好的大跨度桥梁也有不少遭受震害的实例，主要表现为边跨脱落、支承系统以及细部结构的破坏。在 1989 年美国 Loma Prieta 地震中 奥克兰海湾大桥引桥公路桥面脱落。在 1995 年阪神地震中 位于震区的四座大跨度桥梁也发生了不同程度的震害。其中，西宫港大桥 主跨 252m 的钢系杆拱桥 第一跨引桥脱落，一座主跨 485m 的双层桥面斜拉桥边跨锚墩上的钢摇轴栓钉脱落，另一座主跨 214m 的钢拱桥发生铸钢支座移位损坏和拱上风撑屈曲破坏，而主跨

1 990m 的明石海峡大桥，当时已完成的结构部分虽未见损伤，但桥塔与锚台均发生了较大位移。这些震害的出现，引起了国内外学者对大跨度桥梁抗震问题的重视。如美国在 Loma Prieta 地震之后 花巨资 历时几年 对著名的金门大桥进行了抗震加固 并决定重建奥克兰海湾大桥，前者抗震加固设计所确定的地震加速度峰值取 0.65g 后者重建大桥所确定的地震加速度峰值为 1.0g。

通过对桥梁震害的进一步分析，可以将桥梁震害的起因分为以下几类：

● 由于砂土液化 地基下沉 岸坡滑移或开裂而引起基础的破坏，从而导致桥梁的倒塌。因此，在选择路线和桥位时，应绕避对抗震不利或危险的地段。

● 因桥梁结构形式、构造或连接措施不当而引起落梁等震害。在 1994 年美国的 Northridge 地震和 1995 年日本的阪神地震中，用逐跨施工法修建的连续高架桥损坏特别严重。由于这种连续高架桥的结合部常设在跨内弯矩较小处，结合部主要传递剪力，构造简单，但牛腿太短，支承面过窄，在强烈的地震竖向和水平作用下，结合部损坏，使结构处于长悬臂状态，产生断裂而塌落。这些震害给我们的启示是：一定要进行正确的概念设计，避免使用先天不良的抗震结构体系。而大量因局部构造或连接措施不当而造成的震害实例则一再告诫我们要重视构造和连接措施的设计。

● 桥梁各支承点的地面运动不一致（地面运动的空间变化性）引起震害：最为典型的例子是在阪神地震中位于震中附近正在建设的明石海峡大桥。地震时，1 990m 的悬索桥主缆已架好 正待吊设钢梁。震后，位于淡路岛一侧的锚台相对于神户一侧的主塔及锚台水平移位 1.4m 而主塔相对水平移位 1.3m 不过 这一移位并不大 相对于 1990m 塔基的各向移角都很小 原主塔结构完好。至于如果全桥已合拢通车，地震将会对桥梁产生什么样的

影响，还有待于模拟分析。虽然这一震害并没有对明石海峡大桥造成破坏，但不同结构形式对各支承点不一致运动的敏感程度是不一样的，换了一种结构形式，这样的移位情况可能会导致很严重的后果。因此，进行地震反应分析时，需考虑多点不一致激励问题。

● 桥梁墩柱本身抗震能力不足引起的破坏，包括强度和延性的不足。在历次大震中，大量钢筋混凝土墩柱的严重破坏主要是由于本身的抗剪强度和弯曲延性不足引起的。

总之 震害研究给我们的启示是要重视桥梁结构动力概念设计，选择较理想的抗震结构体系；要重视延性抗震，用能力设计思想进行抗震设计；要重视支承连接部位的设计；要重视采用减、隔震措施提高结构的抗震能力。

1.4 大跨度桥梁抗震设计实用方法

大跨度桥梁的抗震设计是一项综合性的工作，需要比较全面的专业知识和功能完善的专用抗震分析软件。因此，要使桥梁工程师们能自行进行大跨度桥梁的抗震设计，就必须为工程师们提供一个能参照执行的抗震设计方法和可靠实用的辅助工具。

综合国内外现有的科研成果和实践经验，作者根据两水平的抗震设计方法和能力设计思想，发展了大跨度桥梁抗震设计实用方法。两水平的抗震设计方法（two-level design approach）^[12]要求结构在两个概率水平的地震作用下分别达到两个不同的性能标准。而能力设计思想要求在一座桥梁内部建立合理的强度级配，以保证地震破坏只发生在预定的部位，而且是可控制的^[13]。具体来说，要选择理想的塑性铰位置并进行仔细的配筋设计以保证其延性抗震能力；而不利的塑性铰位置或破坏机制（脆性破坏）则要

通过提供足够的强度加以避免。大跨度桥梁抗震设计实用方法认为，大跨度桥梁的抗震设计应分两个阶段进行：(1)在方案设计阶段进行抗震概念设计，选择较理想的抗震结构体系；(2)在初步或技术设计阶段进行延性抗震设计，并根据能力设计思想进行抗震能力分析、验算。必要时要进行减、隔震设计以提高结构的抗震能力。详见第2章。

1.5 大跨度桥梁地震反应分析

桥梁结构的地震反应分析是一个抗震动力学问题。对桥梁结构进行地震反应分析时，必须从抗震动力学出发来思考问题、解决问题。因此，首先要建立结构抗震动力学的初步概念，如结构地震振动方程、结构动力特性等。本节将从结构抗震动力学的初步概念出发，论述结构地震反应分析的方法，以及影响大跨度桥梁结构地震反应的一些主要因素，包括多点激振和行波效应、非线性、阻尼、地基与结构相互作用等，最后对现有的各种计算程序作一简单介绍。

1.5.1 结构抗震动力学初步概念

(1) 结构地震振动方程

下面以图 1.1 所示的桥墩为例来说明。

图中 $\delta_g(t)$ 为地震时水平地面运动加速度时程（时刻 t 对应的地面位移为 $\delta_g(t)$ ），它使桥墩产生挠曲振动，振动函数可写成 $\delta(z, t)$ 即挠度随着桥墩的高度 z 和时间 t 而变化。

振动时有三种力作用在桥墩的微元 dz 上（暂且忽略轴向力的作用及结构的内阻尼，见图 1.1c）：

- 挠曲变形产生的弹性力 $F, dz = -[EI\delta''']^n dz$

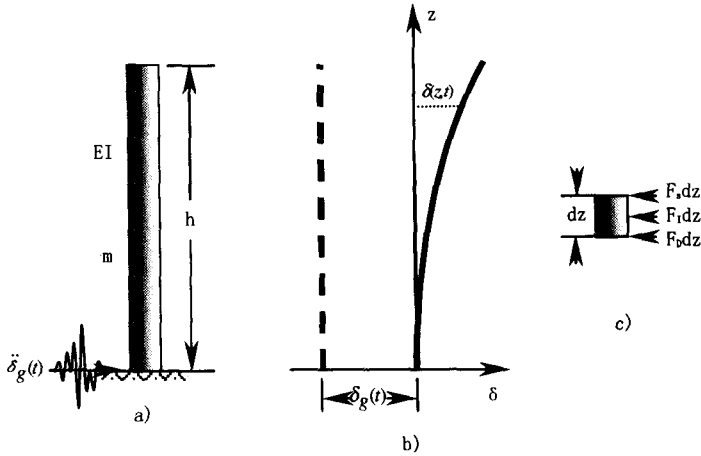


图 1.1 桥墩地震水平挠曲振动示意图

- 惯性力 $F_I dz = -m(\ddot{\delta} + \ddot{\delta}_g) dz$
- 外阻尼力 $F_D dz = -C\dot{\delta} dz$

式中, E 是材料的弹性模量, I 是截面的抗弯惯性矩, m 是桥墩单位高度的质量, C 是阻尼系数。 δ'' , δ 分别表示对坐标 z 和时间 t 的两次偏导, 其他依此类推。负号表示弹性力、惯性力、阻尼力分别与挠度、加速度和速度的方向相反。

根据达朗贝(D'Alembert)原理 这三种力应保持平衡 有

$$F_I + F_D + F_S = 0$$

从而可得出

$$m\ddot{\delta} + C\dot{\delta} + [EI\delta'''] = -m\ddot{\delta}_g \quad (1.1)$$

上式即为桥墩地震振动方程, 右边项表示地震时地面加速度 $\ddot{\delta}_g(t)$ 引起结构振动的外因。

在地震反应时程分析中, 通常采用地震加速度时程作为地震输入。图 1.2 是 1940 年美国 El-centro 地震中记录到的一条实际

地震加速度时程曲线。

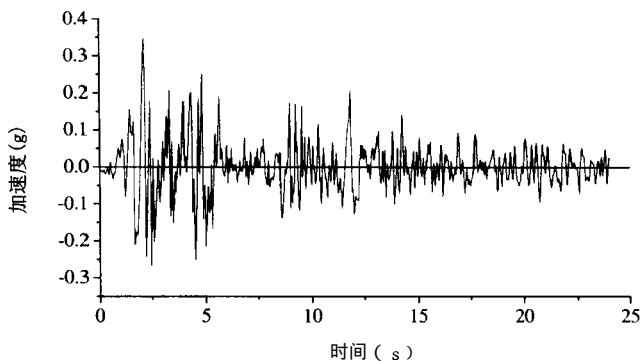


图 1.2 美国 El-centro 地震水平加速度 N-S,1940 时程曲线

(2) 结构动力特性

通常所说的结构地震反应分析，就是建立结构地震振动方程（如式 1.1）然后通过求解振动方程得到结构地震反应 位移 内力等 的过程。

式 1.1) 是一个微分方程，它的解包含两部分：一个是式 1.1) 对应的齐次式的通解；另一个是式 1.1) 的特解。前者代表结构的固有振动或自由振动，后者代表地震作用下的强迫振动。

式 1.1) 对应的齐次方程为

$$m\ddot{\delta} + C\dot{\delta} + [EI\delta'''] = 0 \quad (1.2)$$

由微分方程理论可知，上式的通解可写成如下形式：

$$\delta(z, t) = \delta(z)f(t) \quad (1.3)$$

其中 $f(t) = e^{-\xi\omega t} [C_1 \cos\omega_d t + C_2 \sin\omega_d t]$

式中： $\xi = \frac{C}{C_{cr}} = \frac{C}{2m\omega}$ ，叫做阻尼比， C_{cr} 叫做临界阻尼；

$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} = 2\pi f_d = \frac{2\pi}{T_d}$ 叫做有阻尼自振圆频率；

f_d, T_d 分别叫做有阻尼自振频率 Hz 和周期 s);

ω, f, T 则分别叫做无阻尼自由振动的圆频率、频率和周期;

$A = \sqrt{C_1^2 + C_2^2}$, 叫做 $f(t)$ 的振幅。

图 1.1 所示的桥墩有无限多个自振频率。在桥墩为常截面且墩底完全固结的情况下, 桥墩的无阻尼自振圆频率为

$$\omega_n = \frac{\alpha_n^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (1.4)$$

其中

n	1	2	3	...
α_n	1.875	4.694	7.855	...

$n = 1$ 对应的 ω_1 最小 叫做基频。

式 1.3 中的 $\delta(z)$ 表示自振挠曲线的形状 叫做振型。各阶自振频率所对应的振型是不同的。图 1.3 略示桥墩的第 1、2、3 阶振型。

时间函数 $f(t)$ 的幅值按照 $Ae^{-\xi\omega t}$ 逐渐衰减 如图 1.4 所示。 ω 越大 衰减越快, 所以高频的自振比低频的衰减得快。其次, 阻尼比 ξ 越大, 衰减越快。当 $\xi = 1$ 即阻尼系数 C 等于临界阻尼 C_c 时, 有阻尼的自振圆频率等于 0, 也就是说

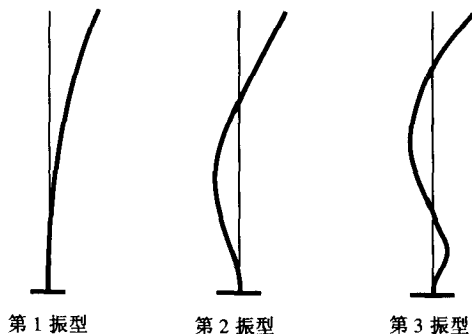


图 1.3 桥墩的水平挠曲固有振型

不出现自由振动了。实际桥梁结构的阻尼比一般都小于 0.05 所

以总是会出现自由振动，而且阻尼对结构自振频率的影响微不足道 即 $\omega_d \approx \omega$ 。但需要注意的是，地基的阻尼比要大许多。

对于大振幅的情形，严格地说不存在如上所述的固定的自振频率和振型，因为在自振过程中结构的刚度甚至结构体系随着振幅的增减而不断变化着。

桥梁结构的自振周期和地震波的卓越（主要）周期越接近，它的振型接受到地震力的影响越大；而它的阻尼比越小，结构所受的震害也越大。分析和认识桥梁结构的自振周期、振型和阻尼比这些动力特性的重要意义就在于此。

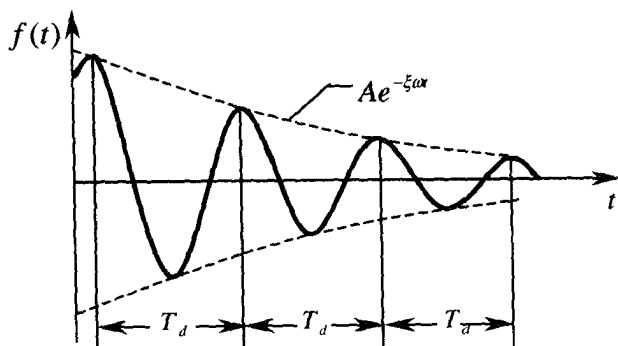


图 1.4 振幅衰减示意图

1.5.2 结构地震反应分析方法

桥梁结构的地震反应分析必须以地震场地运动为依据。可惜由于实际强震记录的不足，这个关键问题还未能很好解决，因此仍然是结构抗震设计计算中最薄弱的环节。目前的解决办法是，根据桥址区地质构造情况、地震历史资料、场地情况，并参考一些地面运动的记录来确定作为设计依据的地震参数。由于一方面地震动过程本身带有随机过程的性质，另一方面设计计算中用的地震

参数具有不确定性，所以发展了两种地震反应分析方法。一种是以地震运动为确定过程的确定性地震反应分析，另一种是以地震运动为随机过程的概率性地震反应分析。目前，概率性地震反应分析方法还不十分成熟，要应用于工程实践中还有待于进一步研究。世界各国的桥梁抗震设计规范中普遍采用的是确定性地震反应分析方法。

近一个世纪以来，逐步建立并发展起来的确定性地震反应分析方法有静力法、动力反应谱法和动态时程分析法。

(1) 静力法

静力法是早期采用的分析方法，假定结构物与地震动具有相同的振动，把结构物在地面运动加速度 δ_g 作用下产生的惯性力视为静力作用于结构物上做抗震计算。惯性力的计算公式为：

$$F = M \cdot \delta_g \quad (1.5)$$

式中 M 为结构物的质量。

静力法忽略了结构的动力特性这一重要因素，把地震加速度看作是结构地震破坏的单一因素，因而有很大的局限性，只适用于刚度很大的结构。

(2) 动力反应谱法

动力反应谱法还是采用‘地震荷载’的概念从地震动出发求结构的最大地震反应，但同时考虑了地面运动和结构的动力特性，比静力法有很大的进步。

(a) 单质点体系的最大地震力计算

对于如图 1.5 所示单质点体系，其最大地震力为：

$$\begin{aligned} P &= M |\ddot{\delta}_g + \ddot{\delta}|_{\max} \\ &= M \cdot g \cdot \frac{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}{g} \cdot \frac{|\ddot{\delta}_g + \ddot{\delta}|_{\max}}{|\ddot{\delta}_g|_{\max}} \quad (1.6) \\ &= k_H \cdot \beta \cdot W \end{aligned}$$

式中： g 为重力加速度， W 为体系的总重量；

$k_H = \frac{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}{g}$ ，定义为水平地震系数，根据抗震设防烈度选用，如 7 度设防取 0.1；

$\beta = \frac{|\ddot{\delta}_g + \ddot{\delta}|_{\max}}{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}$ ，定义为动力放大系数，根据选定的反应谱曲线及体系的自振周期确定。

在桥梁抗震设计规范中，还引入综合影响系数 C_z 以考虑结构的延性耗能作用，则

$$P = C_z \cdot k_H \cdot \beta \cdot W \quad (1.7)$$

(b) 多质点体系的最大地震力计算

采用有限元法，可得到与式 1.2 类似的多质点体系的地震振动方程：

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -[M]\{I_x\}\ddot{\delta}_g(t) \quad (1.8)$$

对于这一联立方程组，可利用振型分解法分解成一系列相互独立的振动方程，于是将多质点体系的复杂振动分解为各个振型的独立振动，从而可以采用单质点体系的反应谱理论来计算各振型的最大反应。最后，将各个振型的最大反应按适当的方法（如 SRSS, CQC, IGQC 等）相组合，即可得到多质点体系的各项反应值。

反应谱方法概念简单、计算方便，可以用较少的计算量获得结构的最大反应值。但是，反应谱只是弹性范围内的概念，当结构在强烈地震下进入塑性工作阶段时即不能直接应用。另一方面，地

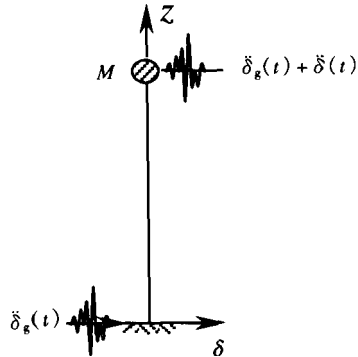


图 1.5 单质点体系示意图

震作用是一个时间过程，但反应谱方法只能得到最大反应，不能反映结构在震动过程中的经历。实际上，对于结构某一截面的各个内力分量，出现最大值的时间不尽相同，因而同时取最大值进行抗震验算不太合理。而且，地震动的持续时间对结构的地震反应也有重要的影响。此外，反应谱长周期部分的确定也是一个难点。为了扩大反应谱方法的应用范围，国内外不少学者对反应谱方法进行了很多研究，主要集中在以下几个方面：1)长周期设计反应谱值的正确估计：项海帆教授很早就注意到了长周期反应谱的问题^[14]并针对1977年的《公路工程抗震设计规范》提出了修正意见；2)反应谱组合方法的研究：先后提出的反应谱组合方法有：SRSS, CQC, IGQC, SUM, DSC 分组法等^{[15][16]}。最近范立础教授指导的王淑波博士基于虚拟激励提出了振型组合新方法 HOC^[17]。3)非弹性反应谱的研究：随着延性抗震研究的不断深入，人们对非弹性反应谱的兴趣逐渐增强，讨论这方面问题的文献也在增多。如王淑波博士改进了反应谱方法以考虑支座的局部非线性问题^[18]；4)能考虑地震动空间变化的反应谱方法：项海帆教授用反应谱方法分析了天津永和桥的行波效应^[14]，M. Berrah 提出了一种能考虑多点激励的反应谱方法^[19]，Nakamura 等^[20]也采用多点激励的反应谱方法对金门大桥进行了三维地震反应分析。尽管不少学者对反应谱方法做了很多改进，但对于复杂、大跨桥梁的地震反应，反应谱方法目前仍然不能很好地考虑各种复杂的影响因素。如应用反应谱方法对复杂、大跨桥梁进行地震反应分析，有时会由于计算的频率阶数不够多而得不到正确的结果，或判断不出结构真正的薄弱部位。因此，反应谱方法只能作为一种估算方法，或一种校核手段。

在大跨度桥梁的方案设计阶段，可以应用反应谱方法进行抗震概念设计，以选择一个较好的抗震结构体系。参见第9章。

(3)动态时程分析法

动态时程分析法是随着强震记录的增多和计算机技术的广泛应用而发展起来的，是公认的精确定分析方法。目前，大多数国家除对常用的中小跨度桥梁仍采用反应谱方法计算外，对重要、复杂、大跨的桥梁抗震计算都建议采用动态时程分析法。

动态时程分析法从选定合适的地震动输入（地震动加速度时程）出发，采用多节点多自由度的结构有限元动力计算模型建立地震振动方程，然后采用逐步积分法对方程进行求解，计算地震过程中每一瞬时结构的位移、速度和加速度反应，从而可以分析出结构在地震作用下弹性和非弹性阶段的内力变化以及构件逐步开裂、损坏直至倒塌的全过程。这一计算过程相当冗繁，须借助专用计算程序完成。动态时程分析法可以精确地考虑地基和结构的相互作用，地震时程相位差及不同地震时程多分量多点输入，结构的各种复杂非线性因素（包括几何、材料、边界连接条件非线性）以及分块阻尼等问题。

此外，动态时程分析法可以使桥梁的抗震设计从单一的强度保证转入强度、变形、延性的双重保证，同时使桥梁工程师更清楚结构地震动力破坏的机理和正确提高桥梁抗震能力的途径。

1.5.3 地震动输入

地震动输入是进行结构地震反应分析的依据，对结构的地震反应影响很大。结构的地震反应以及破坏与否，除和结构的动力特性、弹塑性变形性质、变形能力有关外，还和地震动的特性（幅值、频谱特性和持续时间）密切相关。

地震地面运动在时间和空间上都具有高度的变化性，在一般的结构地震反应分析中，往往只考虑它们的时间变化性，而不考虑它们的空间变化性。因此，在结构地震反应分析中，通常都假定各

支承点的地面运动是相同的。

然而，大跨度桥梁的各支承点可能位于显著不同的场地土上，由此导致各支承处输入地震波的不同，因此，在地震反应分析中就要考虑多支承不同激励，简称多点激振。即使场地土情况变化不大，也可能因地震波沿桥纵轴向先后到达的时间差，引起各支承处输入地震时程的相位差，简称行波效应。欧洲规范指出，当存在地质不连续或明显的不同地貌特征，或桥长大于 600m 时 要考虑地震运动的空间变化性。

目前 分析结构的多点激振和行波效应的方法主要有两种，一是相对运动法 (RMM) 二是大质量法 (LMM)^[21]。大质量法是通过 对质量矩阵主对角元充大数的方法实现的，数学表达式比较简单，可以得到精确的结果，但在求解中可能会遇到一些困难。而相对运动法把位移分成动力位移和拟静力位移，因此可以得到一些重要的附加信息，即动力反应和拟静力反应，有助于我们理解结构在 多点激励下的性能。此外，求解比较简单。因此，相对运动法用得 很广泛。

国内外许多学者都对斜拉桥在多点激振下的地震反应进行了 分析研究。项海帆 (1983)^[14]以天津永和大桥为对象，讨论了相位 差效应对飘浮体系斜拉桥地震反应的影响。结果表明，相位差效 应对飘浮体系斜拉桥是有利的。美国的 Abdel-Ghaffar A. M. 和 Nazmy A. S. 多年来对斜拉桥的多点激励及行波效应进行了许多研究^{[23][24][25]}。他们采用实际的地震记录，对跨度不同的两个斜拉 桥模型的多点激振和行波效应的影响进行了详细的比较分析，结 果表明：对于大跨度斜拉桥，忽略各支承点的不同运动会影响结构 地震反应值，但究竟有多大的影响，则取决于具体情况，尤其是取 决于支承的方向、地基条件、跨径、刚度和超静定次数。

对于大跨度悬索桥的行波效应，许多学者也进行了研究。Ab-